



Effet de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D-3 Composantes

V-A Pham, F Bonilla, L Lenti, J-F Semblat, Maria Paola Santisi d'Avila

► To cite this version:

V-A Pham, F Bonilla, L Lenti, J-F Semblat, Maria Paola Santisi d'Avila. Effet de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D-3 Composantes. XVI EC-SMGE 2015 Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, Sep 2015, EDINBURGH, Royaume-Uni. hal-01314285

HAL Id: hal-01314285

<https://hal.science/hal-01314285>

Submitted on 11 May 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Effet de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D-3 Composantes

Effect of pore pressure on seismic soil response: 1D-3 Components numerical modelling

V-A Pham¹, F Bonilla¹, L Lenti¹, J-F Semblat¹ and M.P.Santisi²

¹ IFSTTAR/GERS, 14-20 bd Newton, 77447 Champs sur Marne

² Laboratoire J.A. Dieudonné, Univ. Nice-Sophia Antipolis, 28 Av. Valrose, 06108 Nice, msantisi@unice.fr

RÉSUMÉ Lors de séismes forts, la propagation des ondes sismiques dans les couches de sol met en jeu des non linéarités de comportement qui se manifestent diversement selon le niveau de sollicitation. Une loi de comportement non linéaire hystérétique est nécessaire pour décrire l'évolution de la rigidité et des dissipations énergétiques au cours de la sollicitation sismique. De plus, le rôle de la pression interstitielle (mobilité cyclique et liquéfaction) ne peut pas être négligé pour les sols saturés sous fortes sollicitations. En partant d'une formulation aux éléments finis décrivant la propagation 1D et le chargement tridimensionnel (approche "1D- 3 composantes"), le rôle de l'eau est pris en compte grâce à une relation entre la pression interstitielle et le travail de la contrainte de cisaillement initialement proposée par Iai. Ce modèle décrit l'évolution de la pression interstitielle à partir de l'état de contrainte tridimensionnel du sol. Il est validé via des comparaisons avec des résultats expérimentaux en laboratoire (essais triaxiaux cycliques sur sols saturés) et par une analyse sous sollicitation tridimensionnelle (sollicitation sismique polarisée suivant les 3 directions de l'espace). Les résultats obtenus avec 3 composantes de sollicitation simultanées et une seule composante dans 3 analyses séparées montrent l'influence du trajet de chargement sur la réponse sismique et l'évolution de la pression interstitielle.

ABSTRACT During strong quakes, the propagation of seismic waves in soil layers involves nonlinearities changing with the excitation level. A nonlinear hysteretic law is necessary to describe the variations of the stiffness and the energy dissipation during the seismic shaking. Furthermore, the influence of the pore pressure (cyclic mobility and liquefaction) cannot be neglected for saturated soils under strong quakes. Starting from a FEM formulation describing 1D propagation and three-dimensional loading ("1D- 3 components approach"), the influence of the water is accounted for through a relation between the pore pressure and the work of the shear stress initially proposed by Iai. This model describes the variations of the pore pressure from the three-dimensional stress state of the soil. It has been validated through comparisons to laboratory tests (cyclic triaxial tests on saturated sands) and an analysis under three-dimensional excitations (seismic loading polarized along the 3 directions of space). The results involving 3 simultaneous excitation components and a single component in 3 separated analyses show the influence of the loading path on the seismic response and the pore pressure build-up.

1 INTRODUCTION

L'analyse de la réponse des sols à des séismes forts doit tenir compte de l'évolution temporelle des contraintes et des déformations induites. Des modèles unidirectionnels ont été proposés par plusieurs auteurs (Joyner et Chen, 1975 ; Pyke, Bonilla, 2000 ; Hartzell et al., 2004 ; Phillips et Hashash, 2009). La rhéologie employée nécessite souvent la connaissance de dizaines de paramètres difficiles à estimer pour de grands bassins sédimentaires.

La loi de comportement non-linéaire proposée dans cette étude est basée sur la définition de surfaces de plasticité utilisant un nombre limité de paramètres qui peuvent être choisis en effectuant des essais simples (réduction du module de cisaillement dans le cas de sols secs et définition du « front de liquéfaction » dans le cas de sols saturés).

En particulier, le rôle de l'eau est pris en compte grâce à un modèle de « front de liquéfaction » initialement proposé par Towhata et Ishihara (1985), Iai et al. (1990a,b). Ce modèle est basé sur l'identification

d'une relation empirique entre la pression interstitielle et le travail de la contrainte de cisaillement à partir d'essais de laboratoire (Bonilla, 2000).

La loi de comportement pour les sols saturés a été intégrée dans un code de calcul par éléments finis afin d'évaluer la réponse d'un sol stratifié 1D en tenant compte de la propagation simultanée des 3 composantes du mouvement sismique. L'importance de la présence ou pas de la pression interstitielle est donc analysée par le biais d'exemples comparatifs.

2 MODELISATION DE LA PROPAGATION D'ONDES SISMIQUES

Les trois composantes d'un signal sismique sont propagées dans un sol horizontal multicouche en partant d'un point en profondeur et en allant jusqu'à la surface libre. Le sol est constitué de plusieurs couches parallèles au plan xy et d'épaisseurs différentes. Chaque couche est traitée dans le modèle par éléments finis comme un milieu continu uniforme. Le sol stratifié est discrétisé en utilisant des éléments linéiques à trois nœuds. Les ondes de compression et de cisaillement se propagent dans la direction verticale z .

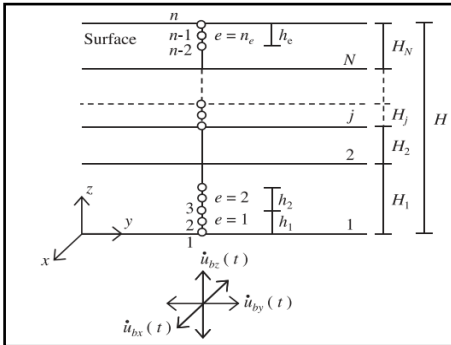


Figure 1. Discretisation spatiale d'un sol à couches horizontales.

La formulation faible de l'équation d'équilibre d'une colonne de sol, en tenant compte des conditions de compatibilité, d'une loi de comportement tridimensionnelle non linéaire et des conditions aux limites, s'exprime, après discrétisation en éléments finis, sous la forme :

$$[M]\{\ddot{D}\} + [C]\{\dot{D}\} + \{F_{int}\} = \{F\} \quad (1)$$

Dans l'équation (1), $[M]$ est la matrice de masse ; sont respectivement, les dérivées temporelles première et seconde du vecteur déplacement $\{D\}$; $\{F_{int}\}$ est le vecteur des forces internes et F est le vecteur des charges extérieures; $[C]$ est une matrice qui dépend des conditions aux limites fixées.

Le système de couches horizontales de sol est limité en haut ($z=H$) par une surface libre et en bas par une couche de rocher avec des conditions aux limites élastiques où un déplacement u_b est imposé. L'équation du mouvement peut être plus commodément réécrite en prenant pour inconnues les déplacements relatifs $\{X\}$ par rapport à la base de la colonne de sol :

$$\{X\} = \{D\} - \{I\}u_b \quad (2)$$

L'équation (1) devient alors :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_b \quad (3)$$

Le vecteur $\{I\}$ est une matrice colonne unitaire et $[K]$ est la matrice de rigidité tangente. La non-linéarité du comportement se traduit par une matrice $[K]$, réelle, mais variable dans le temps.

En utilisant l'algorithme de Newmark pour résoudre l'équation différentielle (2) pas à pas dans le temps, les incréments de déplacement $\{\Delta X\}$. Cette méthode est présentée en détail dans Santisi et al. (2012).

3 LOI DE COMPORTEMENT PROPOSEE

La modélisation de la propagation des ondes sismiques à trois composantes dans les sols stratifiés nécessite un modèle de comportement 3D du sol. Ici, le modèle utilisé est une association de deux modèles : une loi de comportement non linéaire du sol (modèle MPii, Iwan (1967), Segalman (2008)) avec un état de contrainte tridimensionnel et un modèle basé sur la relation entre la pression interstitielle et le travail de la contrainte de cisaillement proposée par Iai et al. (1990a). Le modèle MPii est d'abord utilisé pour calculer les contraintes totales. Puis, au moyen du modèle d'Iai les contraintes totales sont corrigées pour obtenir les effectives en évaluant le travail de cisaillement accompli sur l'élément de volume à chaque pas de temps en utilisant les relations empiriques liant celui-ci à la pression interstitielle.

3.1 Loi de comportement du sol sec

Le modèle MPii (Iwan, 1967 ; Joyner et Chen, 1975 ; Joyner, 1975 ; Santisi et al, 2012 ; Segalman, 2008) tient compte du comportement hystérétique non linéaire du sol, en utilisant une approche élasto-plastique avec écrouissage, basée sur la définition d'une série de surfaces de plasticité.

Pour un problème à une dimension, le modèle est représenté par une série de cellules rhéologiques formées d'un ressort à comportement linéaire et d'un patin frottant (figure 2). Le patin frottant i reste bloqué jusqu'à ce que la contrainte dépasse la valeur Y_i . Les constantes des ressorts, G_i , sont choisies de façon à représenter le comportement contrainte-déformation mesuré en laboratoire.

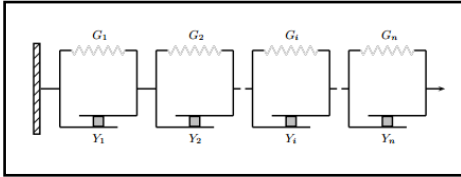


Figure 2. Modèle rhéologique MPii à une dimension.

Pour un problème à trois dimensions, on introduit une extension de la théorie classique de la plasticité croissante (Iwan, 1967 ; Fung, 1965). Au lieu d'une seule surface de plasticité, on considère une famille de surfaces de plasticité. La relation entre la contrainte et la déformation en 3D basée sur cette extension est représentée par :

$$\{\Delta\sigma\} = [E]\{\Delta\varepsilon\} \quad (4)$$

$$\{\Delta\varepsilon\} = \quad (5)$$

$$\{\Delta\varepsilon_{xx} \quad \Delta\varepsilon_{yy} \quad \Delta\gamma_{xy}/2 \quad \Delta\gamma_{yz}/2 \quad \Delta\gamma_{zx}/2 \quad \Delta\varepsilon_{zz}\}^T$$

$$\{\Delta\sigma\} = \quad (6)$$

$$\{\Delta\sigma_{xx} \quad \Delta\sigma_{yy} \quad \Delta\tau_{xy} \quad \Delta\tau_{yz} \quad \Delta\tau_{zx} \quad \Delta\sigma_{zz}\}^T$$

Où $[E]$ est la matrice de comportement totale donnée par le modèle MPii. Cette matrice permet d'évaluer le vecteur d'incrément de contrainte $\{\Delta\sigma\}$ à partir du vecteur d'incrément de déformation $\{\Delta\varepsilon\}$.

3.2 Loi « front de liquéfaction » pour les sols saturés

Le « front de liquéfaction » est une approche empirique pour décrire la diminution de la contrainte ef-

fective moyenne due à l'augmentation de la pression interstitielle. Cette approche, qui permet de simuler la liquéfaction et la mobilité cyclique des sables, est basée sur les corrélations entre le travail de cisaillement et la pression interstitielle obtenues par Towhata et Ishihara (1985). Les équations du front de liquéfaction ont été formulées par Iai et al. (1990a,b), et le concept est brièvement expliqué ci-dessous.

Dans le cas 2D, la corrélation entre la contrainte effective et la contrainte de cisaillement est représentée sur la figure 3. Quand la contrainte moyenne effective diminue, la contrainte de cisaillement se rapproche de la ligne de rupture ou de liquéfaction. Ici il y a deux limites, une ligne est appelée transformation (où commence la dilatance), et l'autre est la ligne de rupture (où a lieu la liquéfaction). Ces deux lignes sont caractérisées respectivement par l'angle de transformation ϕ_p et l'angle de frottement ϕ .

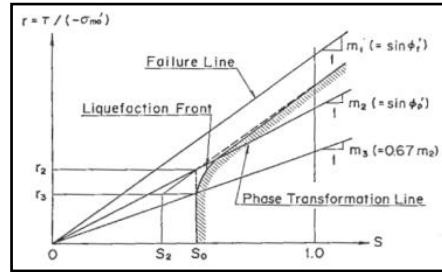


Figure 3. Schéma illustrant le principe du front de liquéfaction dans le plan S-r.

Dans cette étude, qui étend le modèle en trois dimensions, le front de liquéfaction est caractérisé par une variable d'état « S » et le rapport « r ». La variable d'état $S = p'/p'_0$ est le rapport entre la contrainte moyenne effective courante p' et la contrainte moyenne effective initiale p'_0 ; elle prend des valeurs comprises entre 1 (absence d'accumulation de pression interstitielle) et 0 (liquéfaction). Le rapport des contraintes déviatoriques $r = q/p'_0$ est le rapport entre la contrainte déviatorique q et la contrainte moyenne effective initiale p'_0 : $p'_0 = (\sigma'_{0xx} + \sigma'_{0yy} + \sigma'_{0zz})/3$. La relation entre les paramètres S et r en trois dimensions (3D) a la même forme qu'en deux dimensions (2D) mais avec les paramètres déterminés ci-dessus.

$$S = \quad (7)$$

$$\begin{cases} S_0 & \text{si } r < r_3 \\ S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + [(r - r_3)/m_1]^2} & \text{si } r > r_3 \end{cases}$$

où : $S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1$; $r_2 = m_2 S_0$; $r_3 = m_3 S_0$; $m_1 = \sin \phi$; $m_2 = \sin \phi_p$; $m_3 = 0,67 m_2$

S_0 est un paramètre à définir en fonction du travail de cisaillement; $m_1 = \sin \phi$ est l'inclinaison de la ligne de rupture; $m_2 = \sin \phi_p$ est l'inclinaison de la ligne de transformation de phase.

Le paramètre S_0 appelé « paramètre front de liquéfaction » pourrait être interprété comme une mesure qui définit le niveau de liquéfaction. « Le paramètre front de liquéfaction » S_0 est donné par une fonction du travail de cisaillement décrit par Iai et al. (1990a),

$$S_0 = \begin{cases} 1 - 0.6 \left(\frac{w}{w_1} \right)^{p_1} & \text{si } w < w_1 \\ (0.4 - S_1) \left(\frac{w_1}{w} \right)^{p_2} + S_1 & \text{si } w > w_1 \end{cases} \quad (8)$$

Où S_1 , w_1 , p_1 , p_2 sont des paramètres qui caractérisent l'évolution de la pression interstitielle vers la liquéfaction ou la mobilité cyclique d'un sol pulvérulent. Ils sont obtenus par des essais cycliques non drainés en laboratoire.

4 VALIDATION DU MODELE MPii-L

4.1 Validation en déformation cyclique non drainée contrôlée

Dans ce type d'essai, le chargement cyclique est contrôlé en déformation de cisaillement et la contrainte de cisaillement est mesurée. Les essais ont été réalisés par Zaheer et al. (2012). Un chargement sinusoïdal standard a été appliqué à la fréquence de 0.1Hz. Le sols considéré pour ces essais est un sable de type « Leighton Buzzard Fraction E ». Ce type de sable dense est préparé avec une densité initiale de 80% c'est-à-dire un indice des vides de 0.72. La contrainte verticale initiale est de 250 kPa.

Les figures 4 et 5 présentent les courbes contrainte-déformation et la pression interstitielle calculées avec le modèle MPii-L et mesurées dans les essais sur sable dense. Les simulations prédisent raisonnablement bien les variations de contrainte et de pression interstitielle observées dans les essais.

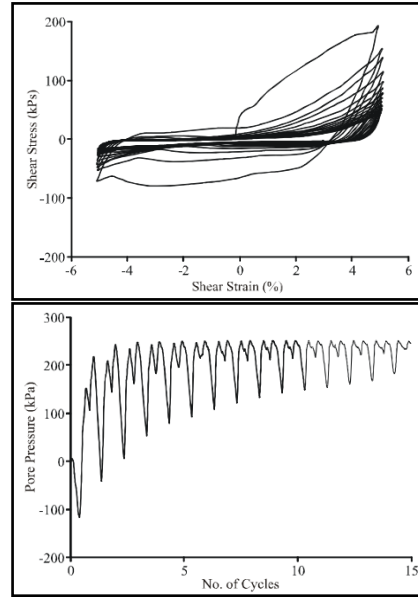


Figure 4 : Courbe contrainte-déformation et pression interstitielle pour un sable dense avec une amplitude de déformation de 5% (d'après Zaheer, 2012)

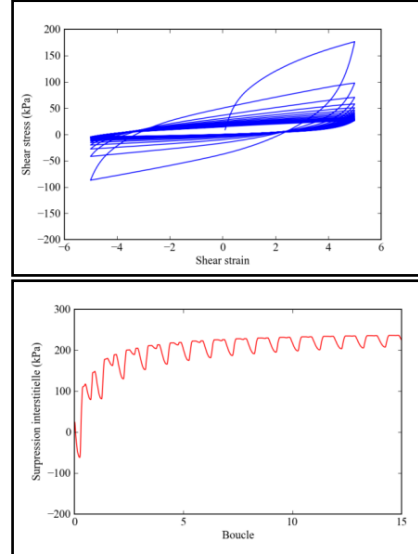


Figure 5 : Courbe contrainte-déformation et pression interstitielle calculées avec le modèle MPii-L pour une amplitude de déformation de 5%.

4.2 Chargement multidirectionnel

Le modèle MPii-L peut être généralisé à tout trajet de chargement tridimensionnel ou toute sollicitation sismique polarisée suivant les 3 composantes d'espace. Le modèle est donc maintenant analysé dans le cas d'une onde sismique se propageant verticalement (direction z). Les composantes de déformation pertinentes sont : ε_{xz} , ε_{yz} , ε_{zz} . Dans ce paragraphe, les simulations sont réalisées en imposant simultanément les 3 composantes du mouvement (polarisation « 3C »).

Les résultats des simulations sont comparés au cas où une seule composante est imposée. Les propriétés du sol sont données dans le tableau 1. Trois composantes de chargement sont considérées sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \varepsilon_{yz} = \eta_1 \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{zz} = \eta_2 \varepsilon_{xz} \end{cases} \quad (39)$$

où η_1 , η_2 sont les rapports entre la déformation de cisaillement ε_{yz} , la déformation axiale ε_{zz} et la déformation de cisaillement ε_{xz} . Les valeurs de η_1 et η_2 valent respectivement 0,5 et 0,1. La composante de déformation ε_{xz} est donc la plus grande des trois. Les variations temporelles des composantes de déformation sont représentées sur la figure 6.

La figure 7 compare les résultats obtenus avec trois composantes imposées et une seule composante imposée. Dans le cas de trois composantes imposées, les résultats sont représentés en rouge : courbes contrainte-déformation et pression interstitielle en fonction du temps.

Tableau 1 : Propriétés du sable pour les essais sous sollicitation multidirectionnelle.

Paramètres	Valeurs
P_0	100 (kPa)
G_a (kPa)	140700 (kPa)
ν	0.35
γ_{50}	0.00045
p_1	0.6
p_2	1.4
w_1	1.5
S_1	0.005
c_1	1.0
$\sin \phi'_{\square}$	0.91
$\sin \phi_p_{\square}$	0.42

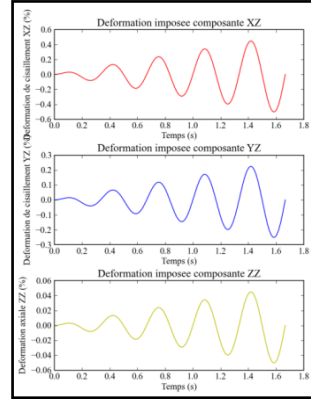


Figure 6 : Variations temporelles des trois composantes de déformation imposées : ε_{xz} (noir), ε_{yz} (bleu) et ε_{zz} (jaune).

Dans le cas à une seule composante, trois cas sont étudiés en imposant séparément chaque composante de déformation : ε_{xz} , ε_{yz} , ε_{zz} . Dans chaque cas, on considère la courbe contrainte-déformation et les variations de la pression interstitielle dans le temps (figure 7). En comparant les courbes contrainte-déformation, on observe une perte de raideur du matériau dans le cas à trois composantes imposées comparativement au cas à une seule composante imposée.

On remarque aussi que la pression interstitielle obtenue dans le cas à trois composantes est différente de celle calculée avec chaque composante ε_{yz} , ε_{zz} prise séparément, et quasiment identique dans le cas de la seule composante ε_{xz} imposée. Cela montre l'effet des différentes composantes et l'influence prédominante de la composante la plus grande. Les contraintes calculées dans le cas à trois composantes imposées sont plus faibles que celles calculées avec chaque composante imposée séparément. C'est ce que montre clairement les courbes contrainte-déformation octaédriques de la figure 8. Ces grandeurs sont calculées de la façon suivante (Santisi et al., 2012)

$$\tau_{\text{octa}} = \quad (40)$$

$$\frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

The octahedral shear deformation is given by:

$$\gamma_{\text{octa}} = \frac{2}{3} \sqrt{2\varepsilon_{zz}^2 + 6(\varepsilon_{xz}^2 + \varepsilon_{yz}^2)} \quad (41)$$

La figure 8 montre l'évolution de la contrainte octaédrique en fonction de la déformation octaédrique.

drique. Dans les deux cas, on observe une réduction du module de cisailment "octaédrique" G_{octa} .

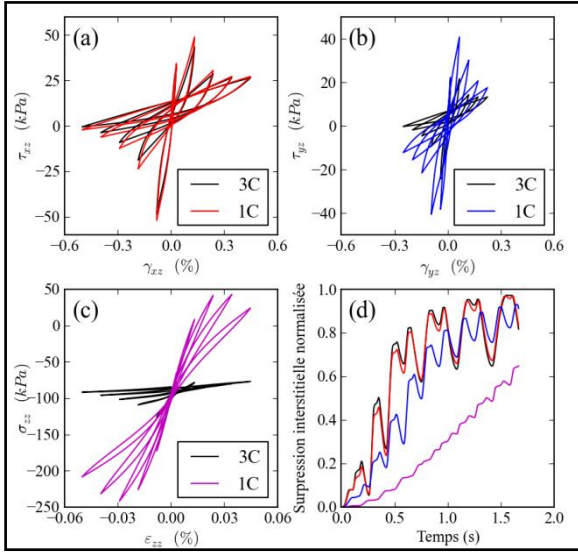


Figure 7 : Comparaison des résultats obtenus avec 3 composantes et avec une seule : a) composante ϵ_{xz} . b) composante ϵ_{yz} . c) composante ϵ_{zz} . d) pression interstitielle.

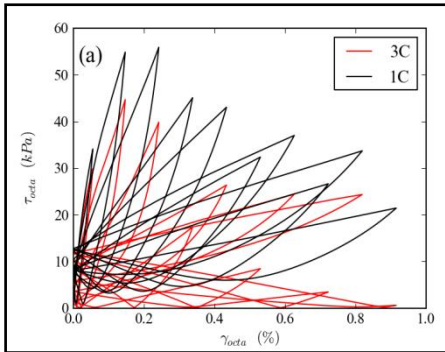


Figure 8 : Effet des trois composantes imposées : courbe contrainte octaédrique-déformation octaédrique imposée obtenue avec 3 composantes (rouge) et une seule composante (noir).

5 CONCLUSION

La combinaison du modèle non linéaire MPii et du modèle "front liquéfaction" permet de simuler la réponse cyclique des sols saturés de façon réaliste. Le modèle MPii-L ainsi obtenu permet de reproduire de façon satisfaisante des essais triaxiaux sur différents types de sols.

Ce modèle a été également formulé en 3 dimensions, ce qui permet d'analyser l'influence de la plus grande composante de contrainte et de déformation sur la réponse cyclique des sols saturés soumis à une sollicitation polarisée suivant les 3 composantes d'espace. Dans cette communication, les différences entre courbes contrainte-déformation et pression interstitielle obtenues pour 3 composantes de sollicitation et une seule sont tout à fait significatives. Des travaux sont en cours pour analyser la réponse sismique de sols réels lors des séismes de Tohoku et d'Emilie Romagne qui ont conduit à d'importants phénomènes de liquéfaction.

REFERENCES

- Bonilla L.F. 2000. *Computation of linear and nonlinear site response for near field ground motion*, Thèse de doctorat, University of California, Santa Barbara.
- Fung, Y.C. 1965. *Foundation of Solid Mechanics*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Hartzell, S., Bonilla, L.F. & Williams, R.A., 2004. Prediction of nonlinear soil effects, *Bull. seism. Soc. Am.*, **94**(5), 1609-1629.
- Iai S., Matsunaga Y., Kameoka T. 1990a. Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, 29(4), 27-56.
- Iai S. Matsunaga Y., Kameoka T. 1990b. Parameter identification for cyclic mobility model, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, 29(4), 57-83.
- Iwan W.D. 1967. On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems, *Journal of Applied Mechanics*, 34(E3), 612-617.
- Joyner, W. 1975. A method for calculating nonlinear seismic response in two dimensions, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65(5), 1315-1336.
- Joyner W.B. & Chen, A.T.F. 1975. Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65(5), 1315-1336.
- Masing G. 1926. Eigenspannungen und Verfertigung beim Messing, *Proceedings 2nd International Congress on Applied Mechanics*, Zurich, Switzerland, 332-335.
- Phillips, C. & Hashash, Y.M.A. 2009., Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 29(7), 1143-1158.
- Santisi d'Avila M.P., Lenti, J.F. Semblat 2012. Modelling strong seismic ground motion: three-dimensional loading path versus wavefield polarization, *Geophysical Journal International*, 190(3), 1607-1624.
- Segalman, D. J., Starr M. J. 2008. Inversion of Masing models via continuous Iwan systems, *Int. J. Nonlinear Mech.*, 43, 74-80.
- Pyke, R., Nonlinear model for irregular cyclic loadings, *J. Geotech. Eng. Div.*, 105, 715-726.
- Towhata I., Ishihara K. 1985. Modelling of soil behaviour under principal stress axis rotation, *5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, 1, 523-530.